

## 6. Fondations

### 6.1 Introduction

### 6.2 Eurocode 7 : Calcul géotechnique

### 6.3 Champ d'application

Le calcul de toute fondation comprend deux étapes : le calcul géotechnique et le calcul structural de la fondation proprement dit. Toutefois, pour certaines fondations (radiers flexibles, par exemple), l'effet de l'interaction entre le sol et la structure peut être critique et doit également être considéré. Le calcul géotechnique est abordé dans l'Eurocode 7<sup>1</sup>. Deux parties composent l'Eurocode 7, Partie 1 : *Règles générales* et Partie 2 : *Reconnaissance des terrains et essais*.

Les caractéristiques essentielles de l'Eurocode 7, Partie 1, concernant le calcul des fondations, sont abordées dans ce chapitre. Il est à noter que cette publication ne couvre que le calcul de fondations simples qui ne représentent qu'une petite partie du champ d'application de l'Eurocode 7. On ne trouvera pas dans cette publication d'informations générales sur l'ensemble du champ d'application de l'Eurocode 7.

### 6.4 États-limites

Les états-limites ultimes (ELU) suivants doivent être satisfaits pour le calcul géotechnique ; ils ont tous leurs propres combinaisons d'actions. (Pour une explication de la terminologie des Eurocodes, voir chapitre [1. Introduction aux Eurocodes](#)).

**EQU** Perte d'équilibre statique de la structure. (il s'agit d'un ELU rarement utilisé. La vérification GEO contient des facteurs qui prennent en compte l'effet des excentricités et des moments)

**STR** Ruine interne ou déformation excessive de la structure ou d'une partie de la structure.

**GEO** Ruine due à une déformation excessive du sol.

**UPL** Perte d'équilibre statique (soulèvement) dû à l'action de la pression hydrostatique (sous-pression d'eau)

**HYD** Rupture du sol ou érosion interne due à l'action de gradients hydrauliques.

Les états-limites de service (ELS) doivent en outre être satisfaits. Un des états-limites se dégage généralement pour le calcul et il ne faut dès lors pas les vérifier tous, bien que – selon une bonne pratique en vigueur – il convienne de prendre en compte tous les états-limites.

### 6.5 Catégories géotechniques

L'Eurocode 7 recommande trois 'catégories géotechniques' pour aider à établir les exigences relatives au calcul géotechnique d'une structure (voir [Tableau 6.1](#)).

Le document “ Procédures standard pour la reconnaissance géotechnique: Dispositions générales - version 14 juillet 2016 ” (pages 15 à 17) reprend plus de détails concernant l'interprétation des catégories géotechniques en Belgique. Cette interprétation sera intégrée dans le futur dans la version suivante de l'ANB de l'EC7.

[http://www.bggg-gbms.be/media/docs/TF2\\_Dispositions\\_generales\\_2016\\_07\\_14.pdf](http://www.bggg-gbms.be/media/docs/TF2_Dispositions_generales_2016_07_14.pdf)

Tableau 6.1 Catégories géotechniques des structures

Catégorie	Description	Risque de rupture géotechnique	Exemples de l'Eurocode 7
1	Petites structures et structures relativement simples	Négligeable	Aucun
2	Types conventionnels de structures et fondations sans conditions difficiles de sol ou chargement	Pas de risque exceptionnel	Fondations superficielles
3	Toutes les autres structures	Risque anormal	Grandes structures ou structures inhabituelles Conditions de sol exceptionnelles

## 6.6 Méthodes de calcul et combinaisons

Les géotechniciens n'ont pas réussi à s'accorder sur l'application des principes des états-limites au calcul géotechnique. Pour tenir compte de ces différences d'opinion, l'Eurocode 7 propose dès lors trois approches de calcul de l'ELU. La décision relative à l'approche à utiliser pour un pays particulier est donnée dans son Annexe Nationale. L'approche de calcul 1 (à l'exclusion du calcul des pieux et ancrages) retenue par la Belgique est illustrée dans ce chapitre.

Cette approche propose deux ensembles de combinaisons à utiliser avec les états-limites ultimes STR et GEO. Les valeurs des coefficients partiels à appliquer aux actions pour ces combinaisons de coefficients partiels sont données dans le [Tableau 6.2](#), tandis que le [Tableau 6.3](#) reprend les coefficients partiels pour les paramètres géotechniques des sols. Leur valeur de calcul est déterminée par leur valeur caractéristique divisée par le coefficient partiel correspondant.

La combinaison 1 permet de vérifier la sécurité par rapport à la variabilité des actions et détermine généralement la résistance structurale.

La combinaison 2 permet de vérifier la sécurité par rapport à la variabilité des paramètres géotechniques des sols et détermine généralement le dimensionnement des fondations.

Les coefficients partiels relatifs à la résistance du sol au glissement et à la portance doivent, quant à eux, être pris égaux à 1,0 pour les deux combinaisons.

Les valeurs de calcul du béton et de l'acier de la structure sont celles données dans l'EC2.

Pour l'ELS, l'Eurocode 7 ne donne aucun conseil quant à savoir s'il faut utiliser la combinaison caractéristique, fréquente ou quasi-permanente. Si la méthode prescriptive est utilisée pour les fondations superficielles (voir chapitre [6.8 Fondations superficielles](#)), il convient d'adopter la valeur caractéristique (avec  $\psi_0$ ).

Pour les méthodes directes de calcul, on peut utiliser la combinaison fréquente pour le dimensionnement (avec  $\psi_1$ ) des fondations et la combinaison quasi-permanente (avec  $\psi_2$ ) pour les calculs de tassement.

Pour plus d'informations sur les combinaisons de calcul, voir chapitre [1 Introduction aux Eurocodes](#).

Tableau 6.2 Valeurs de calcul des actions déduites pour l'état-limite ultime STR/GEO – situations de projet durables et transitoires

Référence des expressions de combinaison de NBN EN 1990	Actions permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principales (le cas échéant)	Autres
Combinaison 1 (Application de la combinaison 1 (NBN EN 1997) à l'ensemble B (NBN EN 1990))					
Exp. (6.10)	1,35 G <sub>k</sub> <sup>a</sup>	1,0 G <sub>k</sub> <sup>a</sup>	1,5 <sup>b</sup> Q <sub>k</sub>	—	1,5 <sup>b</sup> ψ <sub>0,i</sub> <sup>c</sup> Q <sub>k,i</sub>
Combinaison 2 (Application de la combinaison 2 (NBN EN 1997) à l'ensemble C (NBN EN 1990 ANB))					
Exp. (6.10)	1,0 G <sub>k</sub> <sup>a</sup>	1,0 G <sub>k</sub> <sup>a</sup>	1,1 <sup>b</sup> Q <sub>k,1</sub>	—	1,1 <sup>b</sup> ψ <sub>0,i</sub> <sup>c</sup> Q <sub>k,i</sub>
Légende					
Le Tableau utilise les valeurs recommandées pour γ <sub>G</sub> , γ <sub>Q</sub> et ζ.					
a Si la variation de l'action permanente n'est pas jugée significative, les valeurs G <sub>k,j,sup</sub> et G <sub>k,j,inf</sub> peuvent être prises égales à G <sub>k</sub> .					
b Lorsque l'action est favorable, γ <sub>Q,i</sub> = 0 et les actions variables doivent être ignorées.					
c La valeur de ψ <sub>0</sub> peut être prise dans la NBN EN 1990 ANB (ou voir <a href="#">Tableau 1.3</a> ).					

Tableau 6.3 Coefficients partiels pour les paramètres du sol ( $\gamma_M$ ) – risque normal

	Angle de résistance au cisaillement (s'applique à $\tan \varphi'$ )	Cohésion effective	Résistance au cisaillement des sols non drainés	Résistance sans confinement	Densité apparente
Symbole	$\gamma_{\varphi'}$	$\gamma_c$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_{qu}$	$\gamma_\gamma$
Combinaison 1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Combinaison 2	1,25	1,25	1,4	1,4	1,0

## 6.7 Rapport de calcul géotechnique

Il convient de rédiger un rapport de calcul géotechnique pour chaque projet, même s'il ne comporte qu'une seule page. Le rapport doit contenir des informations sur le site, l'interprétation du rapport de reconnaissance des terrains, des recommandations pour le calcul géotechnique et des conseils sur la supervision, la surveillance et la maintenance du chantier. Il est probable que ce rapport nécessite l'intervention de plusieurs consultants, selon que le projet appartient à la catégorie géotechnique 1, 2 ou 3 ([Tableau 6.1](#)).

Les recommandations pour le calcul des fondations comprennent les capacités de portance et les valeurs caractéristiques pour les paramètres du sol. Le rapport doit également établir clairement si les valeurs s'appliquent à l'ELS ou l'ELU et si elles concernent la combinaison 1 ou la combinaison 2.

## 6.8 Fondations superficielles

Le calcul géotechnique des fondations simples (semelles filantes superficielles et semelles isolées, par exemple) est traité dans la Section 6 de l'Eurocode 7, Partie 1, qui propose trois méthodes de calcul :

- Méthode directe – le calcul est réalisé pour chaque état-limite.
- Méthode indirecte – expérimentation et essais utilisés pour déterminer les paramètres d'état-limite de service qui satisfont également tous les états-limites pertinents (repris dans l'Eurocode 7 principalement pour tenir compte des méthodes de calcul françaises, sujet qui ne sera pas développé ici).

■ Méthode prescriptive utilisant une valeur présumée de la capacité portante.

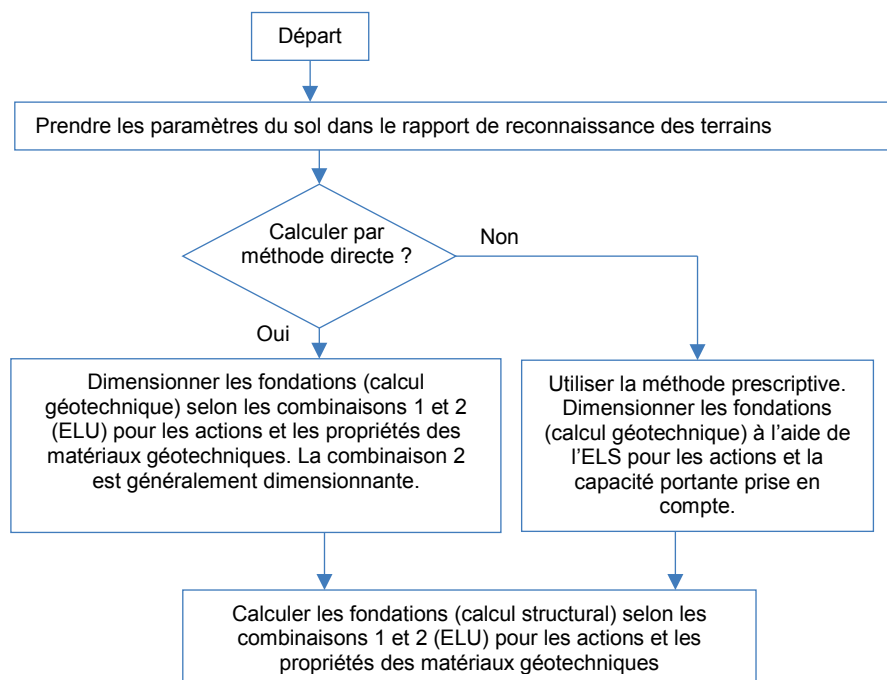
Pour la plupart des fondations superficielles, le tassement sera le critère déterminant ; les 'pressions de sol admissibles' ont traditionnellement été utilisées pour limiter le tassement. Le concept consistant à augmenter le coefficient de sécurité sur les capacités portantes peut toujours être utilisé avec la méthode prescriptive. Les argiles molles constituent une exception pour laquelle l'Eurocode 7 exige des calculs de tassement.

Avec la méthode directe, les calculs sont réalisés pour chaque état-limite. À l'ELU, la capacité portante du sol devrait être vérifiée en appliquant des coefficients partiels aux propriétés du sol ainsi qu'aux actions. À l'ELS, le tassement des fondations doit être calculé et vérifié par rapport aux limites admissibles.

La méthode prescriptive peut être utilisée lorsqu'il n'est pas possible ou nécessaire de calculer les propriétés du sol et à condition d'utiliser des règles de calcul du côté de la sécurité. Les méthodes employées actuellement pour déterminer les pressions de sol admissibles peuvent toujours être utilisées pour les structures de catégorie 1 et les calculs préliminaires des structures de catégorie 2. La capacité résistante présumée tenant compte du tassement peut également être calculée par le concepteur géotechnique et intégrée dans le rapport de calcul géotechnique.

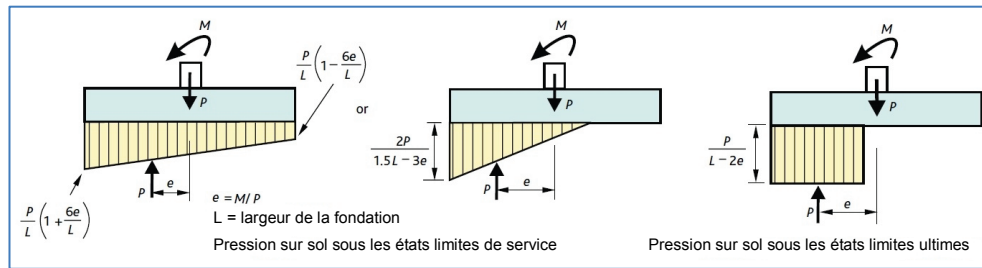
La [Figure 6.1](#) présente un organigramme de la procédure de calcul pour les fondations superficielles.

Figure 6.1 Organigramme concernant la profondeur des fondations superficielles



La distribution des pressions sous les fondations devrait être évaluée pour garantir que la pression maximale ne dépasse pas les capacités portantes reprises dans le rapport de calcul géotechnique à l'état-limite ultime GEO (voir [Figure 6.2](#)). Si l'excentricité est supérieure à  $L/6$  à l'ELS ( $L$ =largeur de la fondation), la distribution des pressions utilisée pour déterminer le tassement doit être modifiée étant donné que la traction ne peut pas intervenir entre la sous-face de la fondation et le sol. Dans ce cas, le concepteur doit vérifier par lui-même qu'il n'y aura pas de conséquences négatives (rotation excessive de la base, par exemple). Il est à noter que le diagramme de la distribution des pressions à l'ELU est rectangulaire et non trapézoïdal.

Figure 6.2 Distributions de pression pour les fondations superficielles



### Semelles isolées de béton armé

Lorsque des semelles isolées nécessitent des armatures, il convient de procéder aux vérifications suivantes pour s'assurer de :

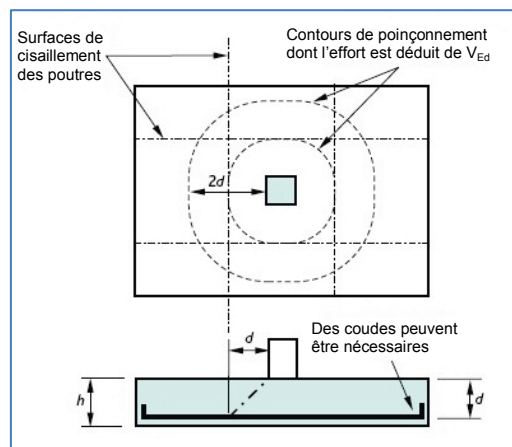
- Suffisance des armatures pour résister aux moments fléchissants.
- Résistance au poinçonnement.
- Résistance à l'effort tranchant des poutres.

Les moments et efforts tranchants doivent être évalués à l'aide de la combinaison STR.

$$1,35 G_k + 1,5 Q_k \quad \text{combinaison STR (Exp. (6.10))}$$

Les moments fléchissants critiques pour le calcul des armatures de flexion se situent au nu des colonnes. Le poinçonnement et l'effort tranchant des poutres doivent tous deux être vérifiés aux endroits illustrés à la [Figure 6.3](#). Pour le poinçonnement, la réaction du sol dans le périmètre peut être déduite de la charge de la colonne (Expression (6.48) en 6.4.4(2) de la NBN EN 1992-1-1<sup>3</sup>).

Figure 6.3 Vérifications de l'effort tranchant pour les semelles isolées



On essaie souvent d'éviter, pour des raisons économiques, de mettre des armatures d'effort tranchant dans les semelles de fondation. Il suffit dans ce cas de vérifier que la capacité de résistance à l'effort tranchant, sans armature d'effort tranchant,  $v_{Rd,c}$  est supérieure à la contrainte liée à l'effort tranchant appliqué  $v_{Ed}$ .

L'ANB 1992-1-1 (§ 6.2.2(1)) permet de majorer cet effort tranchant résistant pour les éléments assimilables à des dalles par un facteur 1,25 par rapport aux valeurs calculées pour des poutres. (Voir [Tableau 6.6](#))

**Tableau 6.6 – Valeurs de  $v_{Rd,c}$  en MPa, résistance à l'effort tranchant des dalles en l'absence d'armatures d'effort tranchant**

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,55	0,51	0,48	0,44	0,41	0,40	0,39	0,38
0,50%	0,65	0,61	0,59	0,55	0,53	0,51	0,49	0,46
0,75%	0,74	0,70	0,68	0,64	0,60	0,59	0,55	0,54
1,00%	0,81	0,78	0,74	0,70	0,66	0,64	0,61	0,59
1,25%	0,88	0,83	0,80	0,75	0,71	0,69	0,66	0,64
1,50%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,74	0,70	0,68
1,75%	0,99	0,93	0,89	0,84	0,80	0,78	0,74	0,71
2,00%	1,03	0,98	0,94	0,88	0,84	0,81	0,78	0,74

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,61	0,58	0,54	0,49	0,46	0,44	0,41	0,40
0,50%	0,70	0,66	0,64	0,60	0,56	0,55	0,53	0,50
0,75%	0,80	0,75	0,73	0,68	0,65	0,63	0,60	0,58
1,00%	0,88	0,83	0,80	0,75	0,71	0,69	0,66	0,64
1,25%	0,95	0,90	0,86	0,81	0,78	0,75	0,71	0,69
1,50%	1,00	0,95	0,91	0,86	0,83	0,79	0,75	0,73
1,75%	1,06	1,00	0,96	0,90	0,86	0,84	0,79	0,76
2,00%	1,10	1,05	1,00	0,94	0,90	0,88	0,83	0,80

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,68	0,63	0,59	0,54	0,50	0,48	0,44	0,43
0,50%	0,74	0,70	0,68	0,64	0,60	0,59	0,55	0,54
0,75%	0,85	0,80	0,78	0,73	0,69	0,66	0,64	0,61
1,00%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,74	0,70	0,68
1,25%	1,00	0,95	0,91	0,86	0,83	0,79	0,75	0,73
1,50%	1,06	1,01	0,98	0,91	0,88	0,84	0,80	0,78
1,75%	1,13	1,06	1,03	0,96	0,91	0,89	0,84	0,81
2,00%	1,18	1,11	1,06	1,00	0,96	0,93	0,88	0,85

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,74	0,68	0,64	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45
0,50%	0,78	0,74	0,71	0,66	0,64	0,61	0,59	0,56
0,75%	0,89	0,85	0,81	0,76	0,73	0,70	0,66	0,65
1,00%	0,99	0,93	0,89	0,84	0,80	0,78	0,74	0,71
1,25%	1,06	1,00	0,96	0,90	0,86	0,84	0,79	0,76
1,50%	1,13	1,06	1,03	0,96	0,91	0,89	0,84	0,81
1,75%	1,19	1,13	1,08	1,01	0,96	0,94	0,89	0,85
2,00%	1,24	1,18	1,13	1,05	1,01	0,98	0,93	0,90

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,79	0,73	0,68	0,61	0,58	0,55	0,51	0,49
0,50%	0,81	0,78	0,74	0,70	0,66	0,64	0,61	0,59
0,75%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,74	0,70	0,68
1,00%	1,03	0,98	0,94	0,88	0,84	0,81	0,78	0,74
1,25%	1,10	1,05	1,00	0,94	0,90	0,88	0,83	0,80
1,50%	1,18	1,11	1,06	1,00	0,96	0,93	0,88	0,85
1,75%	1,24	1,18	1,13	1,05	1,01	0,98	0,93	0,90
2,00%	1,29	1,23	1,18	1,10	1,05	1,03	0,98	0,94

$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,83	0,76	0,71	0,65	0,61	0,59	0,54	0,51
0,50%	0,85	0,80	0,78	0,73	0,69	0,66	0,64	0,61
0,75%	0,98	0,91	0,88	0,83	0,79	0,76	0,73	0,70
1,00%	1,06	1,01	0,98	0,91	0,88	0,84	0,80	0,78
1,25%	1,15	1,09	1,05	0,98	0,94	0,91	0,86	0,84
1,50%	1,23	1,16	1,11	1,04	1,00	0,96	0,91	0,89
1,75%	1,29	1,21	1,16	1,10	1,05	1,01	0,96	0,93
2,00%	1,35	1,28	1,23	1,15	1,10	1,06	1,01	0,98

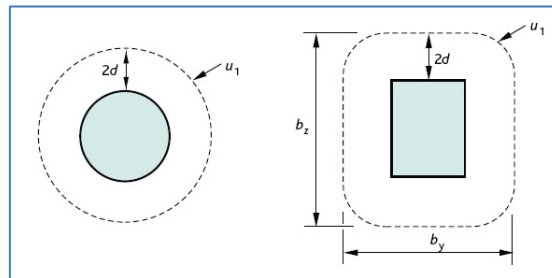
$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,88	0,81	0,76	0,69	0,65	0,61	0,56	0,54
0,50%	0,88	0,83	0,80	0,75	0,71	0,69	0,66	0,64
0,75%	1,00	0,95	0,91	0,86	0,83	0,79	0,75	0,73
1,00%	1,10	1,05	1,00	0,94	0,90	0,88	0,83	0,80
1,25%	1,19	1,13	1,09	1,01	0,98	0,94	0,89	0,86
1,50%	1,26	1,20	1,15	1,08	1,04	1,00	0,95	0,91
1,75%	1,34	1,26	1,21	1,14	1,09	1,05	1,00	0,96
2,00%	1,39	1,33	1,26	1,19	1,14	1,10	1,05	1,01

Si la contrainte de cisaillement  $v_{Rd,c}$  est dépassée, le concepteur peut augmenter la hauteur de la semelle. La quantité d'armature longitudinale peut également être augmentée ou, solution moins courante, des étriers d'effort tranchant peuvent être ajoutés.

### 6.8.1 Calcul du poinçonnement

L'Eurocode 2 donne des indications spécifiques pour la vérification du poinçonnement des dalles de fondation. Dans l'Eurocode 2, le contour critique présente des bords arrondis et les efforts repris directement par le sol peuvent être déduits de l'effort sollicitant (pour éviter un calcul inutilement sécuritaire). Le périmètre critique doit être déterminé par voie itérative, mais on considère généralement acceptable de vérifier les contours situés à des distances  $d$  et  $2d$  du nu de la colonne (Figure 6.5). La procédure pour déterminer les exigences de poinçonnement est illustrée à la Figure 6.4.

Figure 6.5 Contour de contrôle classique autour des zones chargées



**Tableau 6.7 Valeurs de  $v_{Rd,c}$  en MPa, résistance au poinçonnement des dalles en l'absence d'armatures de poinçonnement**

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,44	0,41	0,38	0,35	0,33	0,32	0,31	0,30
0,50%	0,52	0,49	0,47	0,44	0,42	0,41	0,39	0,37
0,75%	0,59	0,56	0,54	0,51	0,48	0,47	0,44	0,43
1,00%	0,65	0,62	0,59	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47
1,25%	0,70	0,66	0,64	0,60	0,57	0,55	0,53	0,51
1,50%	0,75	0,71	0,68	0,64	0,61	0,59	0,56	0,54
1,75%	0,79	0,74	0,71	0,67	0,64	0,62	0,59	0,57
2,00%	0,82	0,78	0,75	0,70	0,67	0,65	0,62	0,59

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,49	0,46	0,43	0,39	0,37	0,35	0,33	0,32
0,50%	0,56	0,53	0,51	0,48	0,45	0,44	0,42	0,40
0,75%	0,64	0,60	0,58	0,54	0,52	0,50	0,48	0,46
1,00%	0,70	0,66	0,64	0,60	0,57	0,55	0,53	0,51
1,25%	0,76	0,72	0,69	0,65	0,62	0,60	0,57	0,55
1,50%	0,80	0,76	0,73	0,69	0,66	0,63	0,60	0,58
1,75%	0,85	0,80	0,77	0,72	0,69	0,67	0,63	0,61
2,00%	0,88	0,84	0,80	0,75	0,72	0,70	0,66	0,64

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,54	0,50	0,47	0,43	0,40	0,38	0,35	0,34
0,50%	0,59	0,56	0,54	0,51	0,48	0,47	0,44	0,43
0,75%	0,68	0,64	0,62	0,58	0,55	0,53	0,51	0,49
1,00%	0,75	0,71	0,68	0,64	0,61	0,59	0,56	0,54
1,25%	0,80	0,76	0,73	0,69	0,66	0,63	0,60	0,58
1,50%	0,85	0,81	0,78	0,73	0,70	0,67	0,64	0,62
1,75%	0,90	0,85	0,82	0,77	0,73	0,71	0,67	0,65
2,00%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,77	0,74	0,70	0,68

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,59	0,54	0,51	0,46	0,43	0,41	0,38	0,36
0,50%	0,62	0,59	0,57	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45
0,75%	0,71	0,68	0,65	0,61	0,58	0,56	0,53	0,52
1,00%	0,79	0,74	0,71	0,67	0,64	0,62	0,59	0,57
1,25%	0,85	0,80	0,77	0,72	0,69	0,67	0,63	0,61
1,50%	0,90	0,85	0,82	0,77	0,73	0,71	0,67	0,65
1,75%	0,95	0,90	0,86	0,81	0,77	0,75	0,71	0,68
2,00%	0,99	0,94	0,90	0,84	0,81	0,78	0,74	0,72

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,63	0,58	0,54	0,49	0,46	0,44	0,41	0,39
0,50%	0,65	0,62	0,59	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47
0,75%	0,75	0,71	0,68	0,64	0,61	0,59	0,56	0,54
1,00%	0,82	0,78	0,75	0,70	0,67	0,65	0,62	0,59
1,25%	0,88	0,84	0,80	0,75	0,72	0,70	0,66	0,64
1,50%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,77	0,74	0,70	0,68
1,75%	0,99	0,94	0,90	0,84	0,81	0,78	0,74	0,72
2,00%	1,03	0,98	0,94	0,88	0,84	0,82	0,78	0,75

$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,66	0,61	0,57	0,52	0,49	0,47	0,43	0,41
0,50%	0,68	0,64	0,62	0,58	0,55	0,53	0,51	0,49
0,75%	0,78	0,73	0,70	0,66	0,63	0,61	0,58	0,56
1,00%	0,85	0,81	0,78	0,73	0,70	0,67	0,64	0,62
1,25%	0,92	0,87	0,84	0,78	0,75	0,73	0,69	0,67
1,50%	0,98	0,93	0,89	0,83	0,80	0,77	0,73	0,71
1,75%	1,03	0,97	0,93	0,88	0,84	0,81	0,77	0,74
2,00%	1,08	1,02	0,98	0,92	0,88	0,85	0,81	0,78

$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,70	0,65	0,61	0,55	0,52	0,49	0,45	0,43
0,50%	0,70	0,66	0,64	0,60	0,57	0,55	0,53	0,51
0,75%	0,80	0,76	0,73	0,69	0,66	0,63	0,60	0,58
1,00%	0,88	0,84	0,80	0,75	0,72	0,70	0,66	0,64
1,25%	0,95	0,90	0,87	0,81	0,78	0,75	0,71	0,69
1,50%	1,01	0,96	0,92	0,86	0,83	0,80	0,76	0,73
1,75%	1,07	1,01	0,97	0,91	0,87	0,84	0,80	0,77
2,00%	1,11	1,06	1,01	0,95	0,91	0,88	0,84	0,81



Figure 6.4 Organigramme pour déterminer la résistance au poinçonnement des fondations sur radier

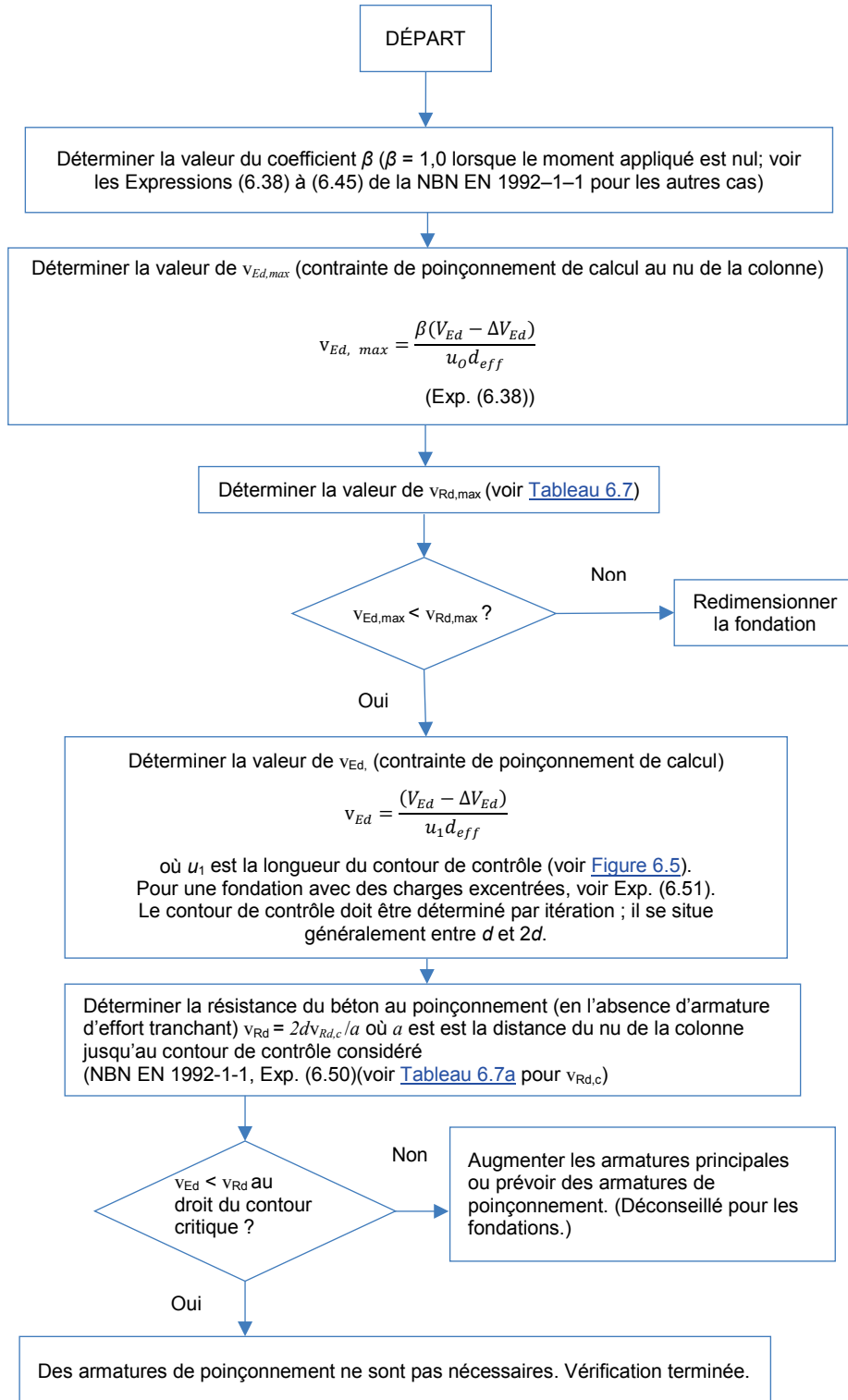


Tableau 6.8 Valeurs de  $V_{Rd,max}$ 

$f_{ck}$	$V_{Rd,max}$
20	3,68
25	4,50
30	5,28
35	6,02
40	6,72
45	7,38
50	8,00

## 6.9 Fondations sur radier

Les processus de calcul de base des radiers sont similaires à ceux des semelles isolées ou des semelles en tête de pieux. La seule différence de l'approche réside dans le choix d'une méthode appropriée pour analyser l'interaction entre le radier et le sol, de manière à obtenir une représentation raisonnable de leur comportement. Pour des radiers plus rigides (c'est-à-dire d'un rapport portée/épaisseur inférieur à 10) avec une disposition assez régulière, des approches simplifiées peuvent être utilisées.

Dans le cas de radiers plus minces, plus flexibles ou ceux dotés d'une disposition complexe peuvent nécessiter l'application de l'analyse par éléments finis ou grillage de poutres sur sol élastique (ou élasto-plastique).

## 6.10 Fondations sur pieux

Pour les besoins de ce chapitre, on suppose que le calcul des pieux est réalisé par un entrepreneur spécialisé dans la mise en œuvre des pieux. Le concepteur de pieux doit être informé clairement des actions sur les pieux, qu'il convient de décomposer en valeurs non majorées (c'est-à-dire coefficient partiel = 1,0) pour l'action permanente et chacune des actions variables applicables (actions imposées et du vent, par exemple). Le concepteur de pieux peut alors procéder au calcul structural et géotechnique des pieux.

Figure 6.6 Contour de contrôle critique pour l'effort tranchant pour les pieux

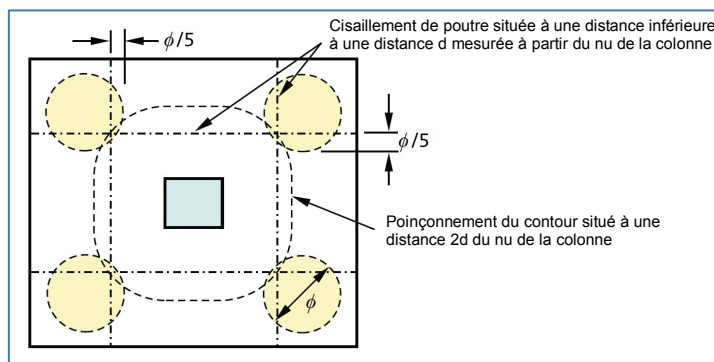
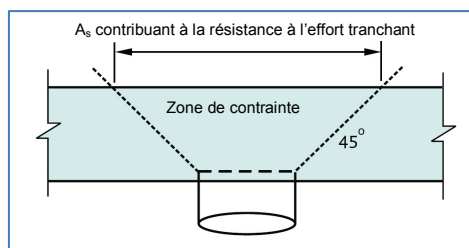


Figure 6.7 armature d'effort tranchant pour les têtes de pieux



Pour le dimensionnement d'une semelle sur pieux, on peut utiliser une analogie de treillis plastiques formés de bielles comprimées et de tirants, telle que décrite dans les Sections 5.6.4 et 6.5 de la NBN EN 1992-1-1. L'angle  $\theta$  compris entre une bielle comprimée et un tirant doit être au moins égal à  $21,8^\circ$  ( $\cotg \theta \leq 3,0$ ) ; à noter que  $\theta$  doit être mesuré dans le plan de la colonne et du pieu.

Une semelle en tête de pieux peut également être considérée comme une poutre soumise à la flexion et à l'effort tranchant. Les moments fléchissants critiques pour le calcul des armatures se situent au nu des colonnes. Pour plus d'indications pour le calcul en flexion, voir chapitre [4 Poutres](#)

Le cisaillement et le poinçonnement des poutres doivent ensuite être vérifiés, comme illustré à la [Figure 6.6](#). Pour la vérification d'effort tranchant des poutres, on peut utiliser les résistances de calcul  $v_{Rd,c}$  qui comprennent le coefficient multiplicateur 1,25 (voir [Tableau 6.6](#)). Il convient de vérifier que les barres principales sont totalement ancrées. Au minimum, un ancrage total doit être prévu au nu intérieur des pieux.

Pour évaluer la résistance à l'effort tranchant dans une semelle en tête de pieux, il convient de considérer que seul l'acier en traction placé dans la zone située au-dessus du pieu contribue à la résistance à l'effort tranchant (voir [Figure 6.7](#)).

### 6.11 Fondations en béton non armé

Le chapitre 12 de la NBN EN 1992-1-1 traite spécifiquement des structures en béton non armé ou faiblement armé.

Les semelles filantes superficielles et les semelles isolées, chargées verticalement, peuvent être calculées et les dispositions constructives retenues en considérant que le béton est non armé, sous réserve que le rapport de la hauteur de la semelle à son débord par rapport au nu de la colonne /voile respecte la condition :

$$\frac{0,85h_f}{a} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}}$$

où

$h_f$  = hauteur de la semelle (voir [Figure 6.8](#))

$a$  = débord de la semelle par rapport au nu de la colonne ou du voile

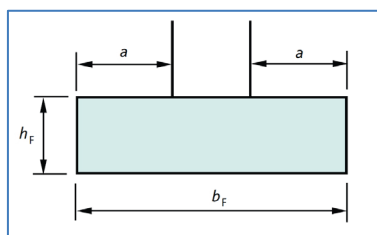
$\sigma_{gd}$  = valeur de calcul de la pression du sol (en MPa)

$f_{ctd,pl} = 0,112.f_{ck}^{(2/3)}$  avec  $f_{ck}$  en MPa

= valeur de calcul de la résistance en traction du béton (en MPa)

La relation simplifiée  $h_f \geq 2a$  peut être utilisée.

Figure 6.8 Semelles de fondations superficielle en béton non armé, notations



### 6.12 Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures

#### Maîtrise de la fissuration

Voir chapitre [2.12 Maîtrise de la fissuration](#).

#### Section minimale des armatures principales

La section minimale des armatures longitudinales est  $A_{s,min} = 0,26 f_{ctm} b_t d / f_{yk} > 0,0013 b_t d$  avec  $b_t$  la largeur de la zone en traction (voir [Tableau 6.9](#) selon Exp. 9.2.1.1(1)).

Tableau 6.9 Pourcentage minimal d'armatures nécessaire

$f_{ck}$	$f_{ctm}$	Pourcentage minimal % ( $0,26f_{ctm}/f_{yk}^a$ )
25	2,6	0,13 %
30	2,9	0,15 %
35	3,2	0,17 %
40	3,5	0,18 %
45	3,8	0,20 %
50	4,1	0,21 %
<b>Légende</b> <b>a</b> où $f_{yk} = 500$ MPa.		

**Aire maximale d'armatures**

En dehors des zones de recouvrement, l'aire maximale d'armatures tendues ou comprimées ne doit pas dépasser  $A_{s,max} = 0,04 A_c$

**Espacement minimal des armatures**

L'espacement minimal entre les barres doit être la plus grande valeur entre :

- 1 x diamètre de barre
- Dimension du granulat plus 5 mm ou
- 20 mm.

**Éléments de grande hauteur**

Pour les éléments de grande hauteur, on peut suivre le conseil donné dans l'Eurocode 2 pour les poutres-cloisons. La distance entre les barres ne peut dépasser deux fois l'épaisseur de la poutre et 300 mm. Il convient normalement de ferrailer les poutres-cloisons avec des treillis d'armatures perpendiculaires situés près de chaque face, avec un minimum de  $A_{s,dbmin} = 0,001 A_c$  avec un minimum de 150 mm<sup>2</sup>/m sur chaque face et dans chaque direction..

**6.13 Symboles sélectionnés**

Symbole	Définition	Valeur
$A_c$	Aire de la section droite du béton	$bh$
$A_s$	Aire de l'acier en traction	
$A_{s,prov}$	Aire de l'acier en traction prévue	
$A_{s,req}$	Aire de l'acier en traction nécessaire	
$d$	Hauteur utile	
$d_{eff}$	Hauteur utile moyenne	$(d_y + d_z)/2$
$f_{cd}$	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton	$\alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$
$f_{ck}$	Résistance caractéristique du béton mesurée sur cylindre	
$f_{ctm}$	Valeur moyenne de la résistance en traction directe	$0,30 f_{ck}^{2/3}$ pour $f_{ck} \leq C50/60$ (du Tableau 3.1, Eurocode 2)
$G_k$	Valeur caractéristique de l'action permanente	
$h$	Hauteur totale de la section	
$l_{eff}$	Portée utile de l'élément	Voir Section 5.3.2.2 (1)
$M$	Moment de calcul à l'ELU	
$Q_k$	Valeur caractéristique d'une action variable	
$Q_{k,w}$	Valeur caractéristique d'une action variable du vent	
$V_{Ed}$	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant	
$AV_{Ed}$	Valeur nette de la force de réaction verticale à	Selon 6.4.4(2) de l'EC2

	l'intérieur du contour de contrôle considéré, c'est-à-dire la réaction du sol moins le poids propre de la fondation	
$V_{Ed}$	Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement appliquée	
$V_{Rd,c}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement en l'absence d'armatures de poinçonnement	
$V_{Rd,c}$	Valeur de calcul de la contrainte de poinçonnement en l'absence d'armatures de poinçonnement	
$V_{Rd,max}$	Valeur de calcul du cisaillement maximal lié au poinçonnement le long de la section de contrôle considérée	
$x$	Profondeur de l'axe neutre	$(d - z)/0,4$
$x_{max}$	Valeur limite de la profondeur de l'axe neutre	$0,8(\delta - 0,44)d$ où $\delta \leq 1,0$
$z$	Bras de levier	
$\alpha_{cc}$	Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée	0,85
$\beta$	Coefficient permettant de déterminer la contrainte de cisaillement	
$\delta$	Rapport du moment après redistribution au moment fléchissant élastique	
$\gamma_m$	Coefficient partiel relatif aux propriétés des matériaux	
$\rho_0$	Ratio d'armatures de référence	$f_{ck}/1000$
$\rho_l$	Ratio d'armatures tendues à mi-portée pour résister au moment dû aux charges de calcul (ou aux appuis pour les encorbellements)	$A_s/bd$
$\psi_0$	Coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable	
$\psi_1$	Coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable	
$\psi_2$	Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable	

#### 6.14 Références

- 1 NBN EN 1997 : Eurocode 7 : Calcul géotechnique. (2 parties).
- 3 NBN EN 1992-1-1, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Règles générales et règles pour les bâtiments.*
- 6 WEBSTER, R & BROOKER, O. *How to design concrete structures using Eurocode 2: Foundations* (TCC/03/21), The Concrete Centre, 2006.

#### Références complémentaires pour les constructions préfabriquées

- 1 NBN EN 14991 – *Eléments de fondation* + NBN B 21-609 - *Produits préfabriqués en béton - Eléments de fondation - Complément national à la NBN EN 14991*
- 2 NBN EN 12794 – *Pieux de fondation*+ NBN B 21-613 - *Produits préfabriqués en béton - Pieux de fondation - Complément national à la NBN EN 12794+A1*
- 3 NBN EN 13369 – *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton*+ NBN B 21-600 - *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton - Complément national à la NBN EN 13369*

